

## 無補剛ステンレス鋼圧縮板の座屈照査法

## A Buckling Design Method for Unstiffened Stainless Steel Plates under Uniaxial Compression

宮寄 靖大\*, 奈良 敬\*\*

Yasuhiro Miyazaki, Satoshi Nara

\* 修士(工学), 大阪大学特任研究員, 工学研究科地球総合工学専攻(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

\*\* 工博, 大阪大学教授, 工学研究科地球総合工学専攻(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

Long-lived structures require specifications for infrastructures which consist of stainless steels. This paper proposes a buckling design method for compressive stainless steel plates. Firstly, ultimate strength performances of stainless steel plates, which are designed by use of 0.1% proof stress and 0.2% proof stress, are compared on the basis of results of numerical analysis. Secondly, ultimate strength performance of stainless steel plate is compared with that carbon mild steel plate. Finally, taking stress-strain relationship of stainless steel into consideration, ultimate strength curve of stainless steel plate is proposed. The proposed method certifies us of compressive strength of the stainless steel plate in the condition of the same deformation as the mild steel plate.

*Key Words: stainless steel, plate buckling, ultimate strength, design method, compression*

キーワード: ステンレス鋼, 板座屈, 終局強度, 設計法, 圧縮

## 1. はじめに

ステンレス鋼は、構造用炭素鋼に比べて優れた耐食性を有するとともに、規格材料が多様多様のため、幅広い分野で活用され続けている。このようなステンレス鋼を、我が国の土木構造物への活用に向けた設計手法に取り入れることで、構造用炭素鋼に比べて優れた特徴を有するステンレス鋼製構造物の構築が可能となり、構造物の高性能化を計ることが期待できる。

土木構造物へのステンレス鋼活用については、松下ら<sup>1)~4)</sup>が構造用炭素鋼とのハイブリッド補剛板やI形断面腹板のせん断耐力、自由突出板の圧縮強度特性を実験および数値計算により明らかにしている。我が国における構造物へのステンレス鋼利用に関する設計指針は、ステンレス建築構造物設計基準<sup>5)</sup>がある。この基準では、一般的に幅広く利用されているオーステナイト系ステンレス鋼を対象としており、ステンレス鋼の特徴であるラウンドハウス型の応力ひずみ関係を考慮して、炭素鋼より早期に生じる材料剛性の低下に配慮し、材料強度として0.1%耐力を採用している。これに基づき建築構造用ステンレス鋼が規定されている。また、欧米諸国におい

ても既に規準化<sup>6),7)</sup>されている。欧州規格<sup>8)</sup>では、オーステナイト系、フェライト系、二相系ステンレス鋼を対象として、系別に分けることなくステンレス鋼として扱い、統一した評価式を用いた設計法が採用されている。この中で示されている終局強度評価法は、従来の構造用炭素鋼の手法とほぼ同様であり、ステンレス鋼材が有する顕著なひずみ硬化特性を有効に活用できない。Gardner<sup>9),10)</sup>は、ひずみ硬化特性を有効に活用するため、変形性能に着目した耐力照査法を提案している。

本研究では、我が国の土木構造物全体を対象としてステンレス鋼を構造部材に利用する設計規定が存在せず、設計に用いる材料強度および構造部材の強度評価法について明確にされていないステンレス鋼で構成される無補剛周辺単純支持板および自由突出板を対象に、圧縮力を受けるときの座屈照査法を提案することを目的とする。これまでに著者らが明らかにしてきたステンレス鋼圧縮板の数値計算結果<sup>10)~13)</sup>および実験結果<sup>14)</sup>より得られたデータに基づき、構造用炭素鋼の強度特性と比較しながら、無補剛ステンレス鋼製圧縮板の座屈照査法を検討するものである。

表1 ステンレス鋼の機械的性質および材料パラメータ

鋼種	弾性係数 $E$ (GPa)	0.2%耐力 $\sigma_{0.2}$ (MPa)	0.1%耐力 $\sigma_{0.1}$ (MPa)	比例限界応力 $\sigma_{0.01}$ (MPa)	パラメータ					
					$n$	$m$	$\varepsilon_{0.2}$	$E_{0.2}$ (MPa)	$\varepsilon_{10}$	$\sigma_{10}$ (MPa)
SUS304	168	259	232	143	2.88	1.67	0.00350	29700	0.100	481
SUS316	174	254	230	162	6.97	1.74	0.00349	16500	0.0823	457
SUS304N2	173	402	360	253	3.93	1.79	0.00415	34400	0.100	680
SUS410L(RD)	209	374	364	306	15.2	1.25	0.00382	11400	0.101	523
SUS410L(TD)	199	350	327	241	7.65	1.54	0.00384	19600	0.0944	520
SUS329J3L	202	533	485	346	7.01	2.52	0.00469	30900	0.0597	729

表2 構造用炭素鋼の機械的性質および材料パラメータ

鋼種	$E$ (GPa)	降伏応力 $\sigma_y$ (MPa)	パラメータ			
			$B$	$n$	$\varepsilon_y$	$\varepsilon_H$
SM400	200	249	0.582	0.245	0.00125	0.0114
SM490Y	200	388	0.696	0.191	0.00194	0.0129
SM570	206	504	0.865	0.115	0.00245	0.00909

表3 ステンレス鋼材の強度特性の比較

鋼種	$\sigma_{0.1}/\sigma_{0.2}$	$\varepsilon_{0.1}/\varepsilon_{0.2}$
SUS304	0.896	0.672
SUS316	0.906	0.672
SUS304N2	0.896	0.712
SUS410L	0.954	0.714
SUS329J3L	0.910	0.733
平均	0.912	0.701

## 2. 無補剛ステンレス鋼圧縮板の強度特性

### 2.1 応力ひずみ曲線

0.1%耐力 $\sigma_{0.1}$ と0.2%耐力 $\sigma_{0.2}$ を材料強度として用いた圧縮力を受けるステンレス鋼製周辺単純支持板および自由突出板を対象に、板の形状を決定する際に使用した材料強度の違いによる強度特性の比較を行う。また、上述のステンレス鋼板の強度特性を構造用炭素鋼で構成される板の強度特性と比較することにより、構造用炭素鋼と応力ひずみ曲線が異なるステンレス鋼を用いた圧縮板の強度特性の特徴を明らかにする。

対象とするステンレス鋼は、オーステナイト系(SUS304, SUS316, SUS304N2)、フェライト系(SUS410L)、二相系(SUS329J3L)ステンレス鋼である。また、比較対象とする構造用炭素鋼は、SM400, SM490Y, SM570である。表1および表2は、対象とする鋼材の機械的性質を示している。表1に示すパラメータは、式(1)で表されるステンレス鋼の応力ひずみ関係式<sup>10)</sup>と、式(2)から式(4)で表される式(1)の非線形項に含まれる定数を示している。

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{\sigma}{E} & (0 \leq \sigma < \sigma_p) \\ \frac{\sigma}{E} + \varepsilon_A & (\sigma_p \leq \sigma < \sigma_{0.2}) \\ \frac{\sigma}{E} + \varepsilon_B + \varepsilon_C & (\sigma_{0.2} \leq \sigma) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 $\varepsilon$ はひずみ、 $\sigma$ は応力、 $\sigma_p$ は比例限界応力(= $\sigma_{0.01}$ )、 $E$ は弾性係数、 $\sigma_{0.2}$ は0.2%耐力を表し、 $\varepsilon_A$ および $\varepsilon_B$ 、 $\varepsilon_C$ は式(2)および式(3)、式(4)の通りである。

$$\varepsilon_A = 0.002 \frac{\sigma_p^n - \sigma_p^n}{\sigma_{0.2}^n - \sigma_p^n} \quad (2)$$

$$\varepsilon_B = \frac{0.002n\sigma_{0.2}^{n-1}}{\sigma_{0.2}^n - \sigma_p^n} \sigma + \varepsilon_{0.2} - \frac{\sigma_{0.2}}{E_{0.2}} \quad (3)$$

$$\varepsilon_C = \left( \varepsilon_{10} - \varepsilon_{0.2} - \frac{\sigma_{10} - \sigma_{0.2}}{E_{0.2}} \right) \left( \frac{\sigma - \sigma_{0.2}}{\sigma_{10} - \sigma_{0.2}} \right)^m \quad (4)$$

ここで、 $m, n$ は材料定数、 $\varepsilon_{0.2}$ は0.2%耐力時のひずみ、 $E_{0.2}$ は0.2%耐力時の接線弾性係数、 $\varepsilon_{10}$ は参照ひずみ(10%ひずみ)、 $\sigma_{10}$ は参照応力( $\varepsilon_{10}$ に相当する応力)を意味している。さらに、構造用炭素鋼の応力ひずみ関係は、式(5)で表す<sup>15)</sup>。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \begin{cases} \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} & (0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y) \\ 1.0 & (\varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_H) \\ B \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \right)^n & (\varepsilon_H \leq \varepsilon) \end{cases} \quad (5)$$

ここで、 $\sigma_y$ は降伏応力、 $\varepsilon_y$ は降伏時のひずみ、 $\varepsilon_H$ はひずみ硬化開始時のひずみ、 $B, n$ は表2に示す材料定数である。表1および表2に示す値は、いずれも材料試験結果

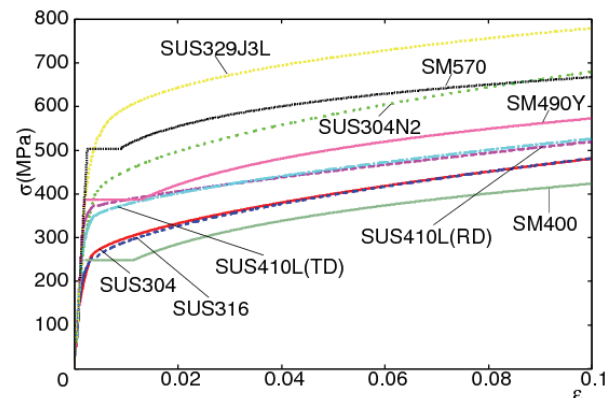


図1 対象鋼種の応力-ひずみ関係

に基づくものである。図1に、式(1)から式(5)で与えられる鋼材の応力ひずみ関係を示す。また、表3に、ステンレス鋼の材料強度とひずみについて、鋼種毎に示す。同表より、いずれのステンレス鋼も0.1%耐力 $\sigma_{0.1}$ は0.2%耐力 $\sigma_{0.2}$ の90%から95%の大きさとなることに対して、0.1%耐力時のひずみ $\varepsilon_{0.1}$ は0.2%耐力時のひずみ $\varepsilon_{0.2}$ の67%から73%の大きさとなり、ひずみの比が応力の比に比べて小さくなることが確認できる。

## 2.2 解析モデル

図2に示すような周辺単純支持板および自由突出板を対象にして、数値計算で得られたステンレス鋼の材料強度の違いによる強度特性を比較する。板の形状を決定するにあたっては、次式の幅厚比パラメータによるものとして、その大きさを0.2から2.0の範囲で与えている。

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_F}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (6)$$

ここで、 $\sigma_F$ は材料強度であり、ステンレス鋼の場合は $\sigma_{0.1}$ または $\sigma_{0.2}$ 、構造用炭素鋼の場合は $\sigma_y$ で与える。 $\mu$ はポアソン比(=0.3)、 $k$ は板の座屈係数(周辺単純支持板の場合 $k=4.0$ 、自由突出板の場合 $k=0.425$ )である。 $\bar{\lambda}_p$ は、板幅 $b$ を固定し、板厚 $t$ を変化させる。また、板のアスペクト比(= $a/b$ )は、周辺単純支持板で1.0、自由突出板で3.0としている。既往の実験結果<sup>14)</sup>より、残留応力については、ステンレス鋼と構造用炭素鋼の違いによる明確な差が見られなかったため、構造用炭素鋼と同様にして図中に示すように自己平衡を保つ矩形分布で与える。その大きさについては、文献16)の構造用炭素鋼板の残留応力の測定結果に従い、次式により与える。

$$\begin{aligned} \sigma_{rt,sp} &= \sigma_{rt,op} = \sigma_{0.2} \\ \sigma_{rc,sp} &= -0.3\sigma_{0.2}, \sigma_{rc,op} = -0.4\sigma_{0.2} \end{aligned} \quad (7)$$

数値計算における残留応力の扱いは、仮想外力法<sup>17)</sup>を採用し、式(7)に示す残留応力の導入にあたっては、式(1)から式(4)を用いて応力状態を判定し、要素内での応力が釣合うようにしている。初期たわみについては、構造用炭素鋼板に対する設計許容値 $w_{0,a}$ (周辺単純支持板の場合 $b/150$ 、自由突出板の場合 $b/100$ )とし<sup>14)</sup>、次式で与える<sup>18)</sup>。

$$w_0 = w_{0,a} \cos\left(\frac{\pi x}{b}\right) \cos\left(\frac{\pi y}{a}\right) \quad (\text{周辺単純支持板})$$

$$w_0 = w_{0,a} \frac{y}{b} \cos\left(\frac{\pi x}{a}\right) \quad (\text{自由突出板}) \quad (8)$$

ここで、図2に示すように、 $a$ は板の長さ、 $x$ および $y$ は座標値を表す。以降で用いる数値計算法は、既往の研究成果で妥当性が検証されたものである<sup>12),13)</sup>。

## 2.3 ステンレス鋼の終局強度について

図3は、材料強度 $\sigma_F$ を0.1%耐力 $\sigma_{0.1}$ および0.2%耐力 $\sigma_{0.2}$ として、式(6)により形状を決定した周辺単純支持板、自由突出板の終局強度 $\sigma_{u,0.1}$ および $\sigma_{u,0.2}$ を、それぞれ表1に示した $\sigma_{0.1}$ および $\sigma_{0.2}$ で無次元化して比較した結果を示す。図の縦軸は $\sigma_F = \sigma_{0.1}$ として得られた幅厚比パラメータを持つ圧縮板の終局強度 $\sigma_{u,0.1}$ を $\sigma_{0.1}$ で無次元化し、横軸は $\sigma_F = \sigma_{0.2}$ とした場合である。周辺単純支持板および自由突出板ともに、材料強度を0.1%耐力とした強度は0.2%耐力の結果に比べて平均約6%大きくなることがわかる。これは、式(6)に材料強度として、0.2%耐力を用い

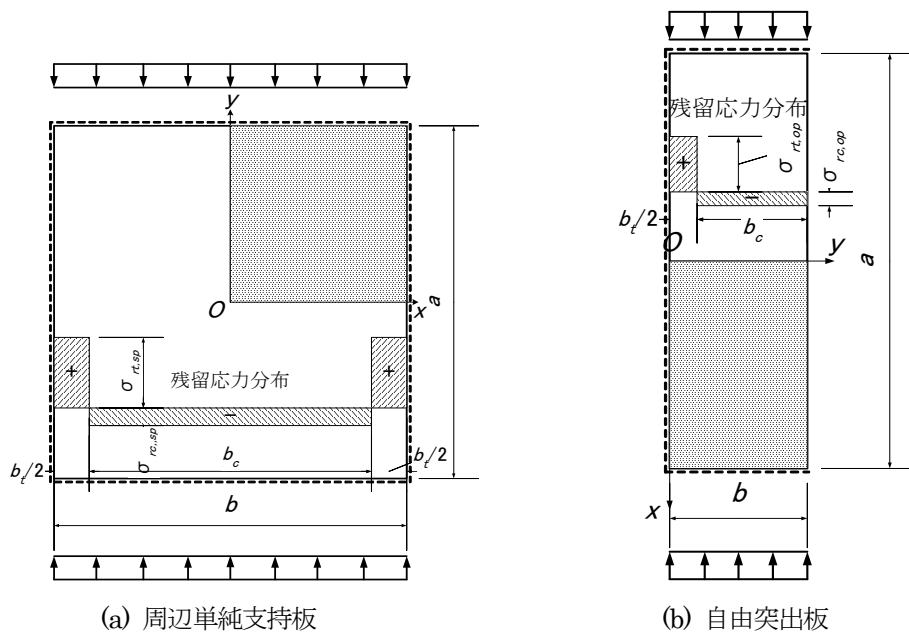


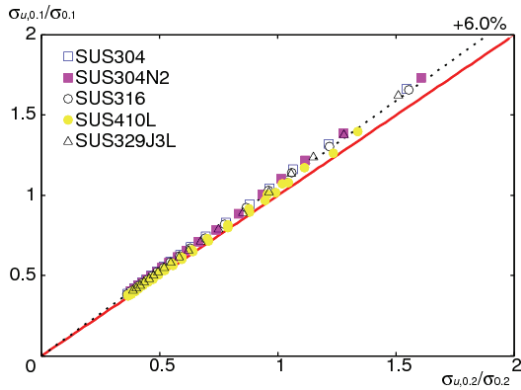
図2 無補剛圧縮板の解析モデル

て形状を決定した圧縮板の終局強度が 0.1%耐力を用いた場合に比べて幅厚比が小さいために大きくなるためである。

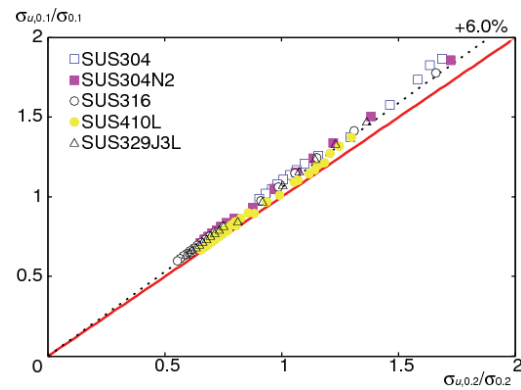
図 4 は、材料強度を 0.1%耐力および 0.2%耐力とした場合の周辺単純支持板、自由突出板の終局強度時の平均圧縮ひずみについて比較した結果を示す。図の縦軸は 0.1%耐力を材料強度として、横軸は 0.2%耐力を材料強度として得られた終局強度時の平均圧縮ひずみ  $\varepsilon_{u0.1}$  および  $\varepsilon_{u0.2}$  をそれぞれ材料強度に対応するひずみ  $\varepsilon_{0.1}$  および  $\varepsilon_{0.2}$  で無次元化した値を表す。周辺単純支持板および自由突出板ともに、材料強度を 0.1%耐力とした無次元

化圧縮ひずみ  $\varepsilon_{u0.1}/\varepsilon_{0.1}$  は 0.2%耐力の場合  $\varepsilon_{u0.2}/\varepsilon_{0.2}$  の結果に比べて平均して約 1%小さくなり、両者にほとんど差がないことがわかる。

図 5 は、材料強度を 0.1%耐力および 0.2%耐力とした場合の周辺単純支持板、自由突出板の終局強度時の最大面外たわみの大きさを比較して示している。図の縦軸は材料強度を 0.1%耐力とした場合の終局強度時の最大面外たわみ  $w_{u0.1}$  を、横軸は材料強度を 0.2%耐力とした場合の終局強度時の最大面外たわみ  $w_{u0.2}$  を、それぞれ板幅  $b$  で無次元化して  $w_{u0.1}/b$  および  $w_{u0.2}/b$  として表している。ここで、結果の一例である図 6 に示す SUS329J3L

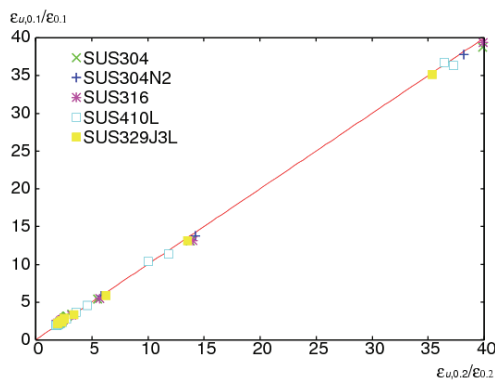


(a) 周辺単純支持板

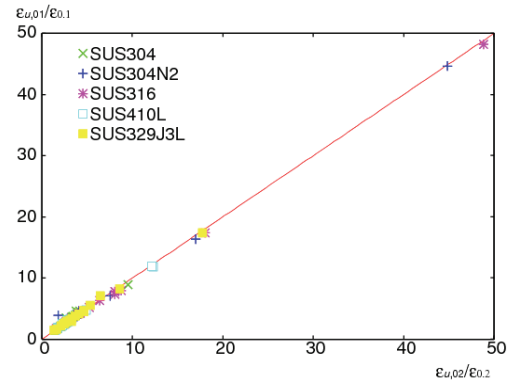


(b) 自由突出板

図 3 材料強度の違いによる終局強度の比較

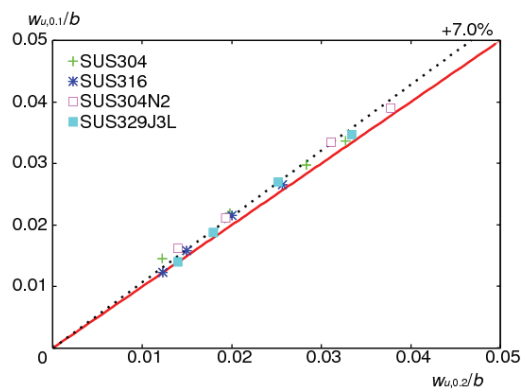


(a) 周辺単純支持板

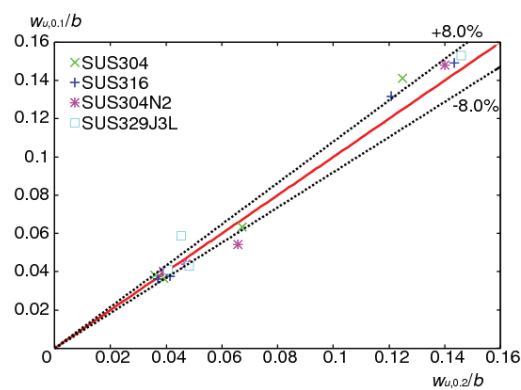


(b) 自由突出板

図 4 材料強度の違いによる終局強度時の平均圧縮ひずみの比較



(a) 周辺単純支持板



(b) 自由突出板

図 5 材料強度の違いによる終局強度時の最大たわみの比較

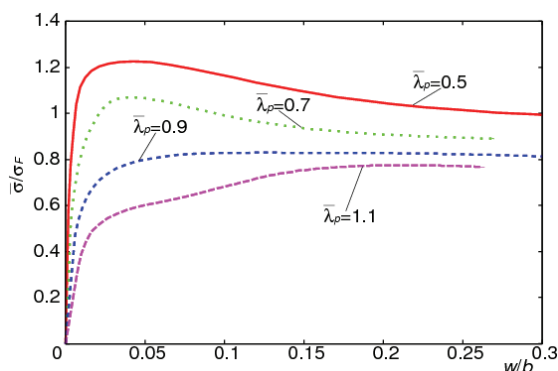


図6 SUS329J3L製自由突出板の平均圧縮応力と無次元化たわみの関係( $\sigma_F = \sigma_{0.1}$ )

製自由突出板の無次元化平均圧縮応力 $\bar{\sigma}/\sigma_F$ と面外たわみ $w/b$ の関係のように、自由突出板において、幅厚比パラメータがある大きになると最大強度点近傍の勾配が非常に緩やかとなるため、終局強度の97.5%の荷重時のたわみを最大たわみと仮定することで整理している。図5(a)に示す周辺単純支持板の結果より、終局強度時の最大面外たわみは、材料強度を0.1%耐力としたときの $w_{u,0.1}/b$ が、0.2%耐力とした場合の $w_{u,0.2}/b$ と比べて平均して約7%大きくなることがわかる。一方、図5(b)に示す自由突出板については、材料強度の違いによる終局強度時の最大面外たわみのばらつきが、材料強度を0.1%耐力としたときの $w_{u,0.1}/b$ が、0.2%耐力とした場合の

$w_{u,0.2}/b$ と比べて大きくなる場合および小さくなる場合において、平均して約8%となることがわかる。

以上の結果より材料強度を $\sigma_{0.1}$ と $\sigma_{0.2}$ の2種類の圧縮板の終局強度について、次のことがわかった。材料強度を0.1%耐力とした無補剛ステンレス鋼圧縮板の終局強度 $\sigma_{u,0.1}/\sigma_{0.1}$ は、0.2%耐力を用いた場合の $\sigma_{u,0.2}/\sigma_{0.2}$ に比べておよそ6%程度大きくなる。したがって、表3に示す材料強度比 $\sigma_{0.1}/\sigma_{0.2}$ を参考にとすると、終局強度の点から0.1%耐力と0.2%耐力のどちらを用いても大きな差が無いことがわかる。また、材料強度を0.1%耐力または0.2%耐力にした場合の2種類の圧縮板の終局強度時の圧縮ひずみおよび面外たわみについても、圧縮ひずみならびに面外たわみについてはほとんど変わらない。

## 2.4 構造用炭素鋼の強度特性との比較

SUS304およびSUS316, SUS410Lに対してSM400を、SUS304N2に対してはSM490Y, SUS329J3Lに対してはSM570の終局強度と比較することとする。構造用炭素鋼で構成される板は、図2に示すステンレス鋼板と同様とし、式(6)に示す幅厚比パラメータにおいて材料強度 $\sigma_F$ は、構造用炭素鋼の降伏強度 $\sigma_y$ とする。初期不整についても同様とし、残留応力の大きさ $^{16)}$ は式(9)で、初期たわみの大きさは式(8)で与える。

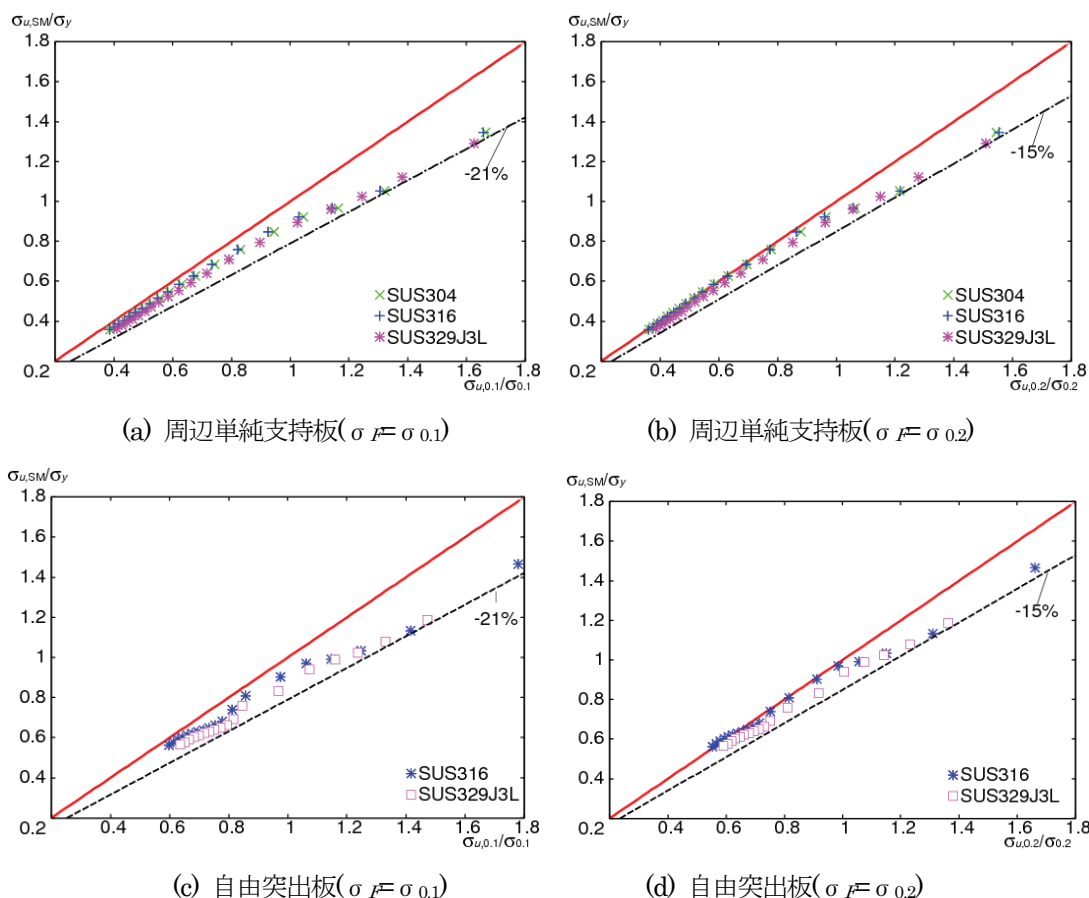


図7 ステンレス鋼と構造用炭素鋼を用いた圧縮板の終局強度の比較



$$\begin{aligned}\sigma_{rt,sp} &= \sigma_{rt,op} = \sigma_y \\ \sigma_{rc,sp} &= -0.3\sigma_y, \sigma_{rc,op} = -0.4\sigma_y\end{aligned}\quad (9)$$

図7は、周辺単純支持板および自由突出板の終局強度について、材料強度 $\sigma_F$ を0.1%耐力 $\sigma_{0.1}$ とする $\sigma_{u0.1}/\sigma_{0.1}$ 、0.2%耐力 $\sigma_{0.2}$ とする $\sigma_{u0.2}/\sigma_{0.2}$ と、構造用炭素鋼の終局強度 $\sigma_{uSM}$ を降伏強度 $\sigma_y$ で無次元化して比較した結果を示す。図より、終局強度が材料強度以上になると、ステンレス鋼の終局強度が構造用炭素鋼に比べて、材料強度を0.1%耐力とする場合で最大約21%、0.2%耐力とする場合で最大約15%大きくなることが確認できる。これは、降伏と同時に降伏棚が発現する炭素鋼の応力ひずみ関係に対して、ステンレス鋼では比例限界を迎えるとともに連続したひずみ硬化が発生することに起因している。一方、圧縮板の終局強度が材料強度に対してさらに大きく

なるような、幅厚比パラメータが十分小さい板では、炭素鋼の応力ひずみ関係がひずみ硬化領域に達するため、ステンレス鋼との終局強度の差が拡大しないことも確認できる。ステンレス鋼の材料強度については、周辺単純支持板および自由突出板ともに、0.2%耐力を材料強度にした場合の終局強度が0.1%耐力を材料強度に用いた場合に比べて、炭素鋼の終局強度に近い結果を得ていることが確認できる。

図8は、周辺単純支持板および自由突出板の終局強度時の平均圧縮ひずみについて、材料強度を0.1%耐力、および0.2%耐力にした場合のステンレス鋼と、構造用炭素鋼の場合の結果を、比較したものである。図中の縦軸は構造用炭素鋼板の終局強度時の平均圧縮ひずみ $\varepsilon_{uSM}$ を降伏ひずみ $\varepsilon_y$ で、横軸はステンレス鋼板の終局強度時の平均圧縮ひずみ $\varepsilon_{u0.1}$ および $\varepsilon_{u0.2}$ をそれぞれ0.1%

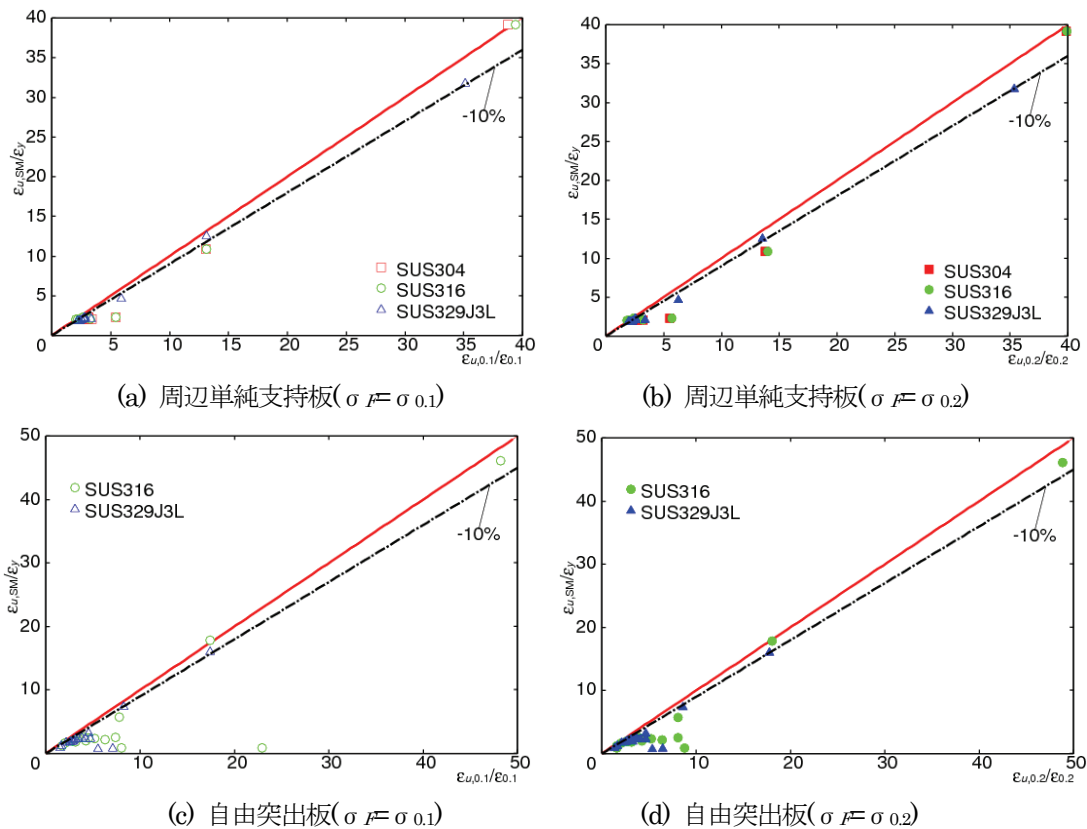


図8 ステンレス鋼と構造用炭素鋼を用いた圧縮板の終局強度時の平均圧縮ひずみの比較

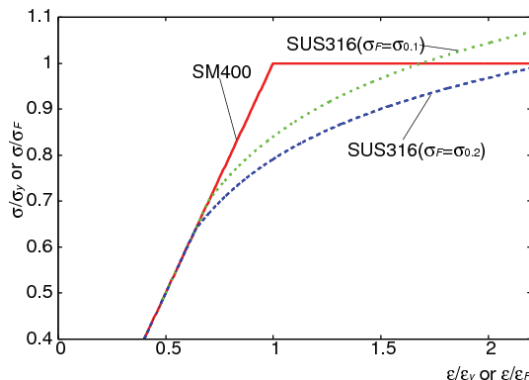


図9 材料の無次元化応力と無次元化ひずみの関係

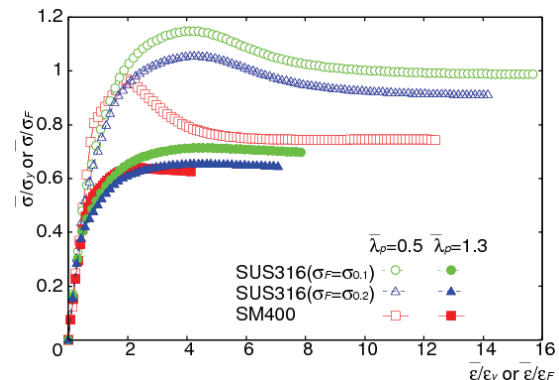
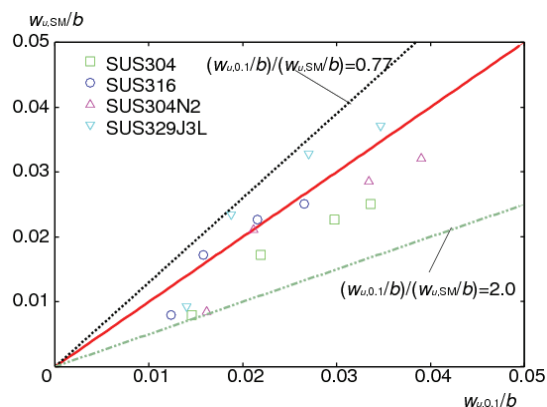


図10 自由突出板の平均圧縮応力と平均圧縮ひずみの関係

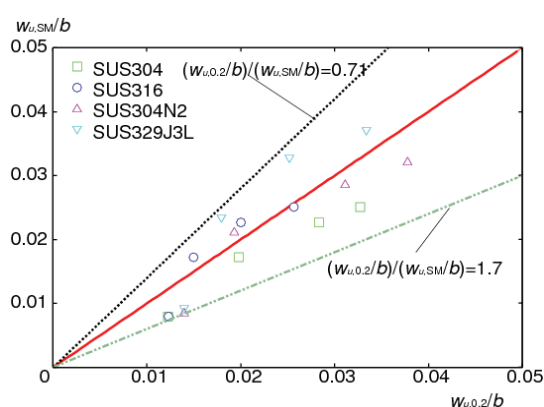
耐力および0.2%耐力時の圧縮ひずみ  $\varepsilon_{0.1}$ ,  $\varepsilon_{0.2}$  で無次元化した平均終局ひずみを表す。図8より、ステンレス鋼板の平均終局ひずみは構造用炭素鋼板のそれと、一部のケースを除き、若干大きくなるもののほぼ同様の大きさであることがわかる。一部の結果において、ステンレス鋼が構造用炭素鋼に比べて大きくなる。これは、図9に示すように、SUS316では $\sigma/\sigma_y < 0.7$ から剛性が低下するため、図10に示すように $\bar{\lambda}_p = 0.5$ および $\bar{\lambda}_p = 1.3$ において、終局強度時の平均圧縮ひずみが軟鋼の場合にはほとんど変化せず、ステンレス鋼の場合には、 $\bar{\lambda}_p$ が小さくなるにつれて大きくなるためである。一方、 $\varepsilon_{u0.1}/\varepsilon_{0.1}$ または $\varepsilon_{u0.2}/\varepsilon_{0.2}$ が約10以上となる $\bar{\lambda}_p \leq 0.4$ の場合には、これらの値は $\varepsilon_{uSM}/\varepsilon_y$ とほぼ同程度の値となり、そ

の差は高々10%程度となる。

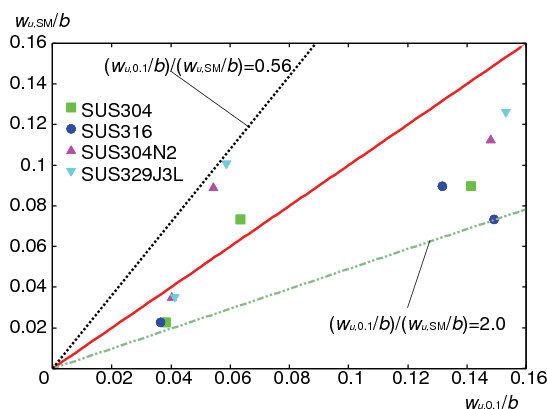
図11に、周辺単純支持板および自由突出板の終局強度時の最大面外たわみについて、ステンレス鋼と構造用炭素鋼の場合について比較した結果を示す。図の縦軸は、構造用炭素鋼を用いた鋼板の終局強度時の最大たわみ  $w_{uSM}$  を板幅  $b$  で無次元化したものである。横軸は図5に示したように、ステンレス鋼の場合の最大たわみ  $w_{u0.1}$  および  $w_{u0.2}$  を  $b$  で無次元化したものである。図11(a),(b)の周辺単純支持板を比較してみると、ステンレス鋼の材料強度を0.1%耐力とした場合の終局強度時の最大面外たわみ  $w_{u0.1}/b$  および0.2%耐力とした場合の終局強度時の最大面外たわみ  $w_{u0.2}/b$  は、炭素鋼の終局強度時の最大面外たわみ  $w_{uSM}/b$  に対して、 $0.77 < (w_{u0.1}/b)/(w_{uSM}/b)$



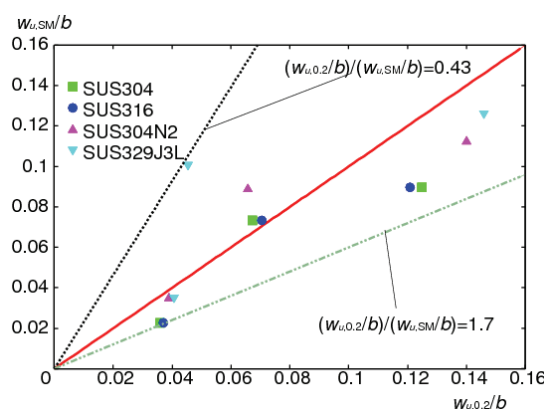
(a) 周辺単純支持板 ( $\sigma_F = \sigma_{0.1}$ )



(b) 周辺単純支持板 ( $\sigma_F = \sigma_{0.2}$ )

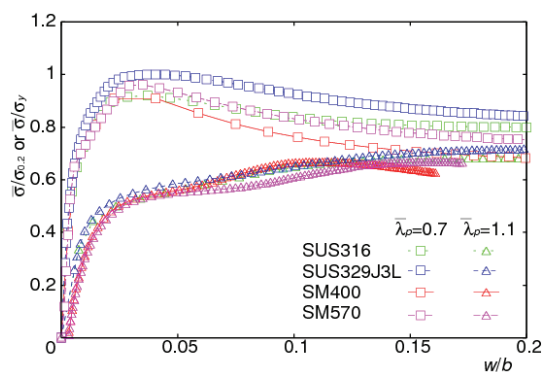


(c) 自由突出板 ( $\sigma_F = \sigma_{0.1}$ )

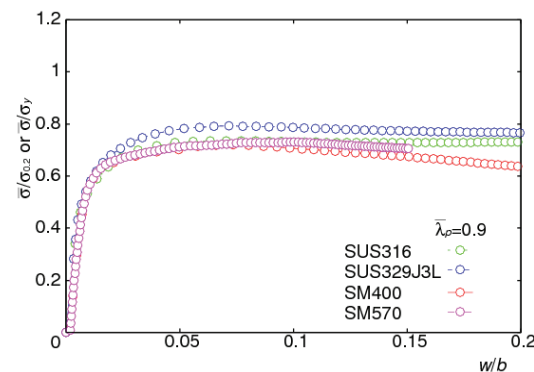


(d) 自由突出板 ( $\sigma_F = \sigma_{0.2}$ )

図11 ステンレス鋼と構造用炭素鋼を用いた圧縮板の終局強度時の最大たわみの比較



(a)  $\bar{\lambda}_p = 0.7$  または  $\bar{\lambda}_p = 1.1$



(b)  $\bar{\lambda}_p = 0.9$

図12 自由突出板の平均圧縮応力と最大面外たわみの関係 ( $\sigma_F = \sigma_{0.2}$ )

$<2.0$  および  $0.71 < (w_{u,0.2}/b)/(w_{u,SM}/b) < 1.7$  となる。また、図 11(c),(d)の自由突出板を比較してみると、ステンレス鋼の材料強度を 0.1%耐力とした場合の終局強度時の最大面外たわみ  $w_{u,0.1}/b$  および 0.2%耐力とした場合の終局強度時の最大面外たわみ  $w_{u,0.2}/b$  は、炭素鋼の終局強度時の最大面外たわみ  $w_{u,SM}/b$  に対して、 $0.56 < (w_{u,0.1}/b)/(w_{u,SM}/b) < 2.0$  および  $0.43 < (w_{u,0.2}/b)/(w_{u,SM}/b) < 1.7$  となり、周辺単純支持板の結果に比べて、構造用炭素鋼との差がやや大きくなるのがわかる。そして、図 11 の全ての結果を見ると、全体的に終局強度時の最大面外たわみが小さい領域および大きい領域では、ステンレス鋼の場合の結果が構造用炭素鋼の結果に比べて終局強度時たわみが大きく生じ、その中間領域では、構造用炭素鋼の終局強度時たわみがステンレス鋼の場合に比べて大きくなる傾向が認められる。この結果は、図 12 および図 13 より理解できる。平均圧縮応力と最大面外たわみの関係を示す図 12(a)では、構造用炭素鋼が降伏とともに剛性が 0 となるのに対して、ステンレス鋼は緩やかに剛性が低下するために、ステンレス鋼圧縮板の平均圧縮応力はたわみの増加とともに上昇を続ける。一方、図 12(b)の  $\bar{\lambda}_p=0.9$  の場合には、ステンレス鋼の剛性が低下を始める比例限から 0.2%耐力までの平均圧縮応力で、座屈が生じることがわかり、降伏応力まで剛性が低下しない構造用炭素鋼

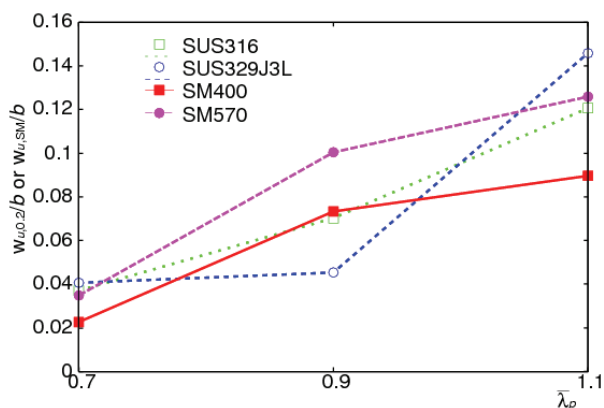
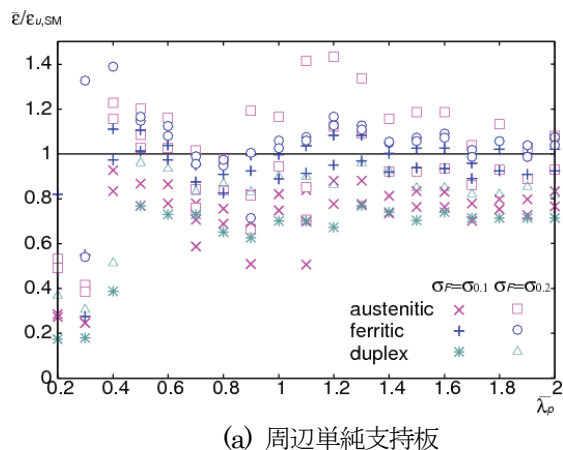


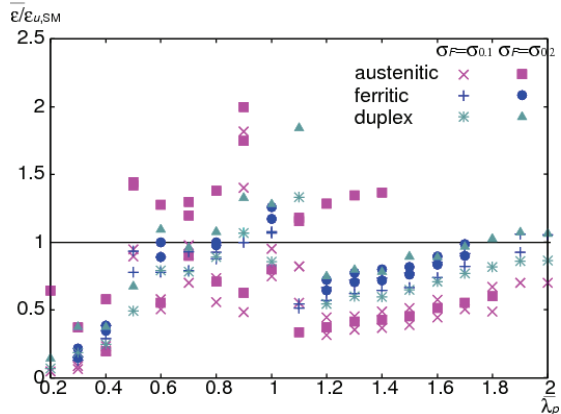
図 13 自由突出板の終局強度時の最大面外たわみと幅厚比パラメータの関係 ( $\sigma_F = \sigma_{0.2}$ )



(a) 周辺単純支持板

よりステンレス鋼の場合の方が、終局強度時の最大面外たわみが小さくなる。終局強度時の最大面外たわみと幅厚比パラメータの関係を示す図 13 より、ステンレス鋼で  $\bar{\lambda}_p=0.9$  のときに、終局強度時の最大面外たわみの大小関係が逆転する。

図 14 に、ステンレス鋼を用いた周辺単純支持板および自由突出板の平均圧縮応力  $\sigma$  を材料強度  $\sigma_F$  で無次元化した値が、炭素鋼の場合の強度  $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$  に等しいときの平均圧縮ひずみ  $\varepsilon$  を  $\varepsilon_{u,SM}$  で無次元化したものと幅厚比パラメータの関係を示す。自由突出板の場合、幅厚比パラメータが 0.4 以下では、ステンレス鋼種、材料強度に関わらず構造用炭素鋼の終局圧縮ひずみに対して最大約 60% になることが確認できる。周辺単純支持板の場合でも  $\bar{\lambda}_p \leq 0.3$  において概ね同様の結果を示す。これは、比例限を迎えると同時にひずみ硬化が発生するステンレス鋼に対して、ひずみ硬化が発生するまでに降伏棚が表れる炭素鋼との材料特性の違いが顕著に表れた結果であるといえる。図 14(a)に示す周辺単純支持板については、材料強度を 0.1%耐力とした場合、平均圧縮ひずみがフェライト系で最大約 10%、炭素鋼の場合に比べて大きくなるものの、オーステナイト系および二相系については、炭素鋼と同程度以下の圧縮ひずみを示すことが確認できる。一方、図 14(b)に示す自由突出板については、幅厚比パラメータが 0.9 から 1.1 の範囲において、オーステナイト系の場合で炭素鋼の場合の圧縮ひずみよりも最大約 1.8 倍大きくなる。ステンレス鋼の利用にあたり、終局強度のみならず、終局圧縮ひずみについて注意を払う必要がある。つぎに、ステンレス鋼板の材料強度の違いによる結果を比較してみると、0.2%耐力を用いた場合では、オーステナイト系が周辺単純支持板で最大約 1.4 倍、自由突出板で最大約 2 倍、炭素鋼の終局圧縮ひずみよりも大きくなっている。最大値が生じる幅厚比パラメータから少し離れると、ステンレス鋼の平均圧縮ひずみが炭素鋼の終局圧縮ひずみに比べて、周辺単純支持板の場合で約 1.2 倍以下、自由突出板の場合では約 1.5 倍以下となっている。これより、平均圧縮ひずみを炭素鋼の場合の



(b) 自由突出板

図 14 構造用炭素鋼を用いた圧縮板の終局強度  $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$  に等しくなるステンレス鋼板の平均圧縮応力  $\sigma/\sigma_F$  が得られるときの平均圧縮ひずみ  $\bar{\varepsilon}$

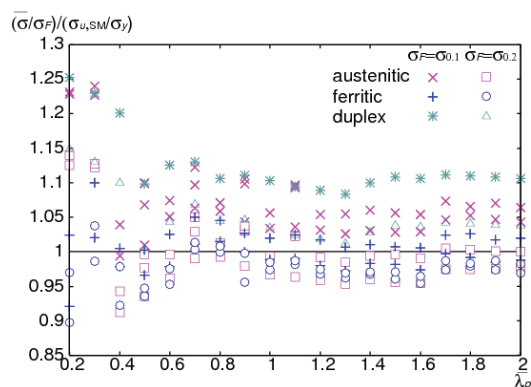


終局圧縮ひずみと等しくなるように条件を付加すれば、材料強度を 0.2%耐力とする場合は平均圧縮ひずみが高めに、0.1%耐力の場合は低めとなる。一方、ステンレス鋼の場合の平均圧縮ひずみが炭素鋼の場合の終局圧縮ひずみの 2 倍程度まで許容するなら、ステンレス鋼板の終局強度は炭素鋼の終局強度を十分上回ることがわかる。

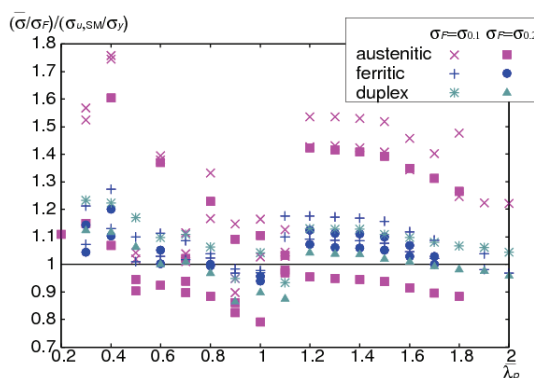
構造用炭素鋼を用いた周辺単純支持板および自由突出板の終局強度時の平均圧縮ひずみに、ステンレス鋼板の平均圧縮ひずみが等しいときの平均圧縮応力  $\bar{\sigma}$  を材料強度  $\sigma_F$  で無次元化したとき、それと幅厚比パラメータの関係を、図 15 に示す。周辺単純支持板および自由突出板において、周辺単純支持板のフェライト系の一部の結果を除いて幅厚比パラメータが 0.3 以下および 0.4 以下の場合、炭素鋼と同一の圧縮変位に対して、ステンレス鋼板の強度が 2% から 76% 程度炭素鋼に比べて大きくなることが確認できる。幅厚比パラメータが小さいフェライト系の強度が炭素鋼板の 90% 程度となる理由については、フェライト系ステンレス鋼がオーステナイト系や二相系ステンレス鋼に比べて降伏比が小さく、また初期剛性が大きく比較的構造用炭素鋼に近い性質を有しながら、降伏棚が存在しないため、同領域の板形状にて後座屈強度を対象としていることによる。したがって、ステンレス鋼の圧縮変位を炭素鋼と同様にして扱う際には、幅厚比

パラメータが 0.2 または 0.3 のフェライト系ステンレス鋼の強度評価について、他のステンレス鋼および形状に比して注意する必要がある。つぎに、同図の材料強度についてみると、0.1%耐力を用いたステンレス鋼板は、最大で構造用炭素鋼の強度の 90% 程度まで低下しているものの、対象とした全体の結果としては両板ともに炭素鋼の強度とほぼ同等以上となることがわかる。また、0.2%耐力では最大で構造用炭素鋼の強度の 78% 程度まで低下し、0.1%耐力の結果に比べて炭素鋼に対する強度は劣ることが確認できる。これらより、圧縮変形の精度の観点から、炭素鋼と同一としてステンレス鋼を利用する際、0.1%耐力を材料強度に採用することが望ましいといえる。一方、0.2%耐力を用いた際にも炭素鋼に対する強度として周辺単純支持板では約 90% 以上を、自由突出板では約 80% 以上を保持することから、炭素鋼に対する大きな違いがないことが明らかとなった。

図 16 は、ステンレス鋼板の最大たわみが、炭素鋼を用いた周辺単純支持板および自由突出板の終局強度時の最大たわみ  $w_{u,SM}/b$  と等しくなるときのステンレス鋼板の平均圧縮応力  $\bar{\sigma}$  と幅厚比パラメータの関係を示す。図の縦軸は、 $\bar{\sigma}$  を  $\sigma_F$  で無次元化し、さらに  $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$  に対する比を表す。横軸は幅厚比パラメータを表す。図より、周辺単純支持板および自由突出板ともに、材料強度を

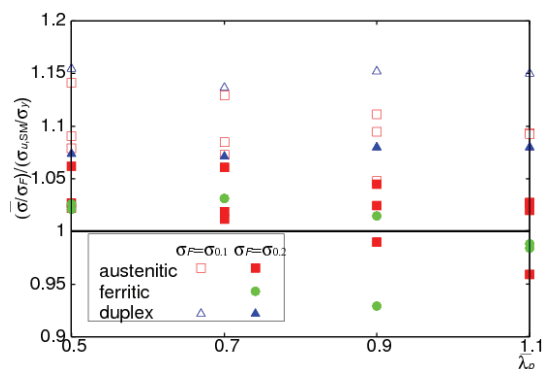


(a) 周辺単純支持板

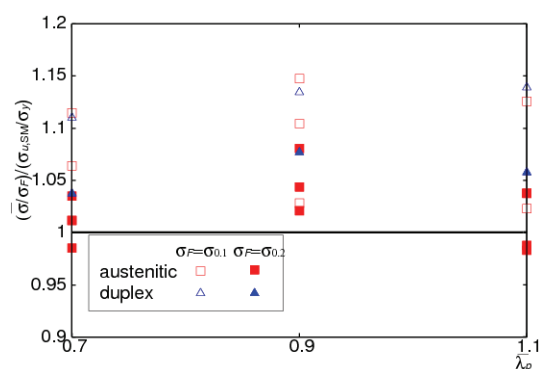


(b) 自由突出板

図 15 構造用炭素鋼を用いた圧縮板の終局強度時の平均圧縮ひずみ  $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$  に等しくなるステンレス鋼板の平均圧縮ひずみ  $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_F$  が得られるときの平均圧縮応力  $\bar{\sigma}/\sigma_F$



(a) 周辺単純支持板



(b) 自由突出板

図 16 構造用炭素鋼を用いた圧縮板の終局強度時の最大たわみ  $w_{u,SM}/b$  に等しくなるステンレス鋼板のたわみ  $w/b$  が得られるときの平均圧縮応力  $\bar{\sigma}/\sigma_F$

0.1%耐力としたオーステナイト系，二相系の強度は，炭素鋼の終局強度に比べて2から15%大きいことが確認できる．また，材料強度を0.2%耐力とした場合にも構造用炭素鋼の終局強度の92%以上を確保できることがわかる．これらの結果より，面外たわみを構造用炭素鋼と一致させる制限を設けた場合のステンレス鋼板の強度を構造用炭素鋼の終局強度よりも著しく低下させる必要がないことを明らかにした．

### 3. 無補剛ステンレス鋼圧縮板の耐荷力評価法

2. で考察した結果に基づいて，ステンレス鋼板の圧縮耐荷力評価法について検討する．

#### 3.1 終局強度のみに着目した耐荷力評価法

既に欧米にて規準化されているステンレス鋼板の耐荷力評価法は，終局強度を主眼においた構造用炭素鋼板の場合の考え方と同様である．構造用炭素鋼で構成される無補剛板の終局強度曲線は，次式のような形が用いられる．

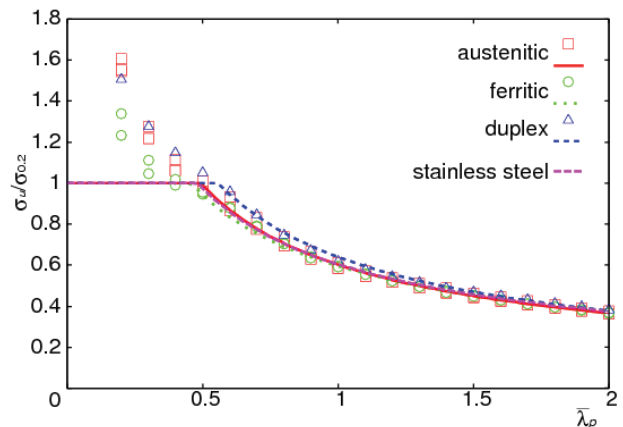
$$\frac{\sigma_u}{\sigma_F} = \left( \frac{\bar{\lambda}_{p,cr}}{\bar{\lambda}_p} \right)^\beta \leq 1 \quad (10)$$

ここで， $\sigma_u$ は圧縮板の終局強度， $\bar{\lambda}_{p,cr}$ ， $\beta$ は定数を意味する．この式を用いて，ステンレス鋼製無補剛圧縮板の耐荷力曲線を求めると，定数は表4に示す値となる．表4におけるこれらの値は，2. で明らかにした数値計算結果を式(10)により，回帰して求めたものである．ただし， $\sigma_F = \sigma_{0.2}$ とする．

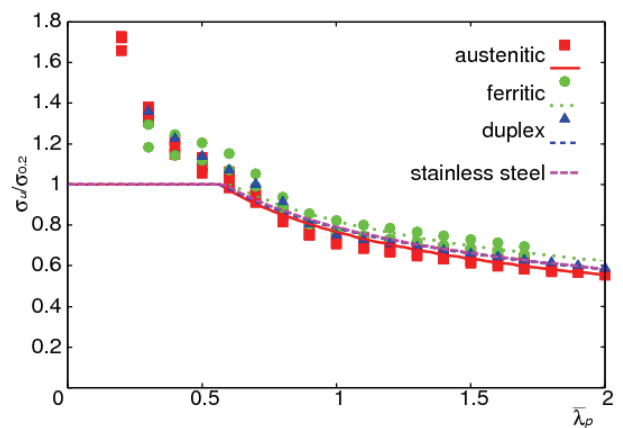
図17には，オーステナイト系，フェライト系，二相系の系別に分けて，式(10)と表4に示すように求められたステンレス鋼製周辺単純支持板および自由突出板の終局強度曲線と2.の数値計算結果を示す．図に示された耐荷力曲線は，ステンレス鋼を構造部材として利用した実績に限られており，板の初期不整を統計的に評価することが困難であるため，実験で得られた初期不整の計測結果<sup>14)</sup>に基づき，道路橋示方書の製作誤差の許容値を初期たわみとして採用した場合の強度で，下限値レベルの値として位置付けられる．図17(a)に示される周辺単純支持板の場合，系別に表した終局強度曲線を比較してみると， $\bar{\lambda}_p$ の変化にかかわらず，フェライト系，オーステナイト系，二相系の順に終局強度が大きくなることがわかる．また，図中に示される，ステンレス鋼の鋼種を区別しない場合の周辺単純支持板の終局強度曲線は，ステンレス鋼の系別の終局強度曲線を代表するものとして妥当である．図17(b)に示される自由突出板の場合，系別に求めた終局強度曲線を比較してみると，オーステナイト系，二相系，フェライト系の順に終局強度が大きくなることがわかる．さらに，周辺単純支持板と同様に，

表4 式(10)に含まれる定数

板の境界条件	系統	$\bar{\lambda}_{p,cr}$	$\beta$
周辺単純支持	オーステナイト系	0.494	0.719
	フェライト系	0.457	0.662
	二相系	0.557	0.763
	ステンレス鋼	0.482	0.690
1辺自由3辺単純支持	オーステナイト系	0.565	0.466
	フェライト系	0.606	0.396
	二相系	0.572	0.430
	ステンレス鋼	0.583	0.436



(a) 周辺単純支持板



(b) 自由突出板

図17 ステンレス鋼圧縮板の耐荷力曲線

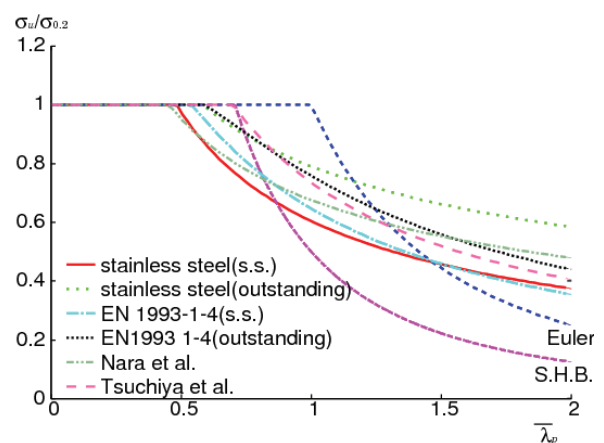


図18 耐荷力曲線

表 5 炭素鋼板の終局圧縮強度特性を考慮したときのステンレス鋼板の圧縮強度特性

条件	炭素鋼板の終局強度 $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ と 等しい強度 $\sigma/\sigma_F$ のときの ステンレス鋼板の平均圧縮ひずみ $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_F$		炭素鋼板の終局強度時の最大面外 たわみ $w_{u,SM}/b$ と等しい最大たわみ $(w/b)_F$ のときのステンレス鋼板の平均圧縮応力 $\bar{\sigma}/\sigma_F$		
	境界条件	周辺単純支持	1辺自由3辺単純支持	周辺単純支持	1辺自由3辺単純支持
$\sigma_F = \sigma_{0.1}$ $\varepsilon_F = \varepsilon_{0.1}$	最大	1.11 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	1.80 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	1.16 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )	1.15 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )
	最小	0.17 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	0.05 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	1.03 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )	1.01 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )
	平均	0.79 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	0.68 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	1.10 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )	1.09 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )
$\sigma_F = \sigma_{0.2}$ $\varepsilon_F = \varepsilon_{0.2}$	最大	1.43 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	2.00 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	1.08 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )	1.08 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )
	最小	0.31 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	0.15 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	0.93 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )	0.93 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )
	平均	0.99 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	0.90 ( $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$ )	1.03 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )	1.03 ( $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$ )

表 6 ステンレス鋼板の平均圧縮ひずみ  $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_F$  が構造用炭素鋼の終局強度時の終局圧縮ひずみ  $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$  に等しいときのステンレス鋼の平均圧縮応力  $\bar{\sigma}/\sigma_F$  ( $\times(\sigma_{u,SM}/\sigma_y)$ )

		最小値	最大値	平均	下限値(5%非超過確率)
周辺単純支持板	$\sigma_F = \sigma_{0.1}$	0.92	1.25	1.06	0.98
	$\sigma_F = \sigma_{0.2}$	0.90	1.15	1.00	0.93
自由突出板	$\sigma_F = \sigma_{0.1}$	0.90	1.76	1.17	0.98
	$\sigma_F = \sigma_{0.2}$	0.79	1.60	1.05	0.88

ステンレス鋼の鋼種を区別しない終局強度曲線は、二相系の終局強度曲線に最も近い値を示すことがわかる。これより、周辺単純支持板と自由突出板において、系列の終局強度の大きさが異なることが明らかである。

周辺単純支持板および自由突出板について、図 17 で示したステンレス鋼として得られた終局強度曲線と、既往の設計規準類にて示されている耐力曲線<sup>6),19)21)</sup>を図 18 に示す。既往の耐力曲線として、弾性座屈曲線、道路橋示方書に規定される耐力曲線<sup>19)</sup>、EN 1993-1-4<sup>6)</sup>で規定される周辺単純支持板および自由突出板の耐力曲線、奈良<sup>20)</sup>(初期不整として道路橋示方書の許容値を採用)、土屋<sup>21)</sup>(初期不整として構造用炭素鋼板の実測値に基づいた平均値を採用)の耐力曲線を示す。図より、本論文で提案したステンレス鋼製周辺単純支持板の耐力曲線と EN 1993-1-4 における周辺単純支持板を比較してみると、幅厚比パラメータが 0.5 から 1.5 付近までは、EN 1993-1-4 の曲線が強度を大きく評価していることがわかる。また、提案するステンレス鋼製周辺単純支持板の終局強度曲線は、 $0.5 \leq \bar{\lambda}_p \leq 0.9$  では奈良、 $\bar{\lambda}_p > 0.9$  ではステンレス鋼構造物に適用されている EN 1993-1-4 に最も近いことがわかる。次に、自由突出板では、 $0.6 \leq \bar{\lambda}_p \leq 0.9$  で、EN 1993-1-4 における自由突出板の耐力曲線とほぼ一致しているが  $\bar{\lambda}_p > 0.9$  の領域では、 $\bar{\lambda}_p$  が大きくなると徐々に両者の差が大きくなり、提案する終局強度曲線より下に位置して、より安全側の評価となることが確認できる。

3.2 構造用炭素鋼の強度特性を保証したステンレス鋼圧縮板の座屈照査法

### 3.2 構造用炭素鋼の強度特性を保証したステンレス鋼圧縮板の座屈照査法

ステンレス鋼圧縮板の終局強度時の平均圧縮ひずみ  $\varepsilon_{u,0.1}$ 、 $\varepsilon_{u,0.2}$  は構造用炭素鋼の場合の  $\varepsilon_{u,SM}$  に比べて大きくなることが懸念される。そこで、2.4 の結果を基に、ステンレス鋼圧縮板について、構造用炭素鋼板の終局強度において同等の変形時の強度を保証できる強度を検討することが重要である。

表 5 は、図 14 および図 16 の結果を整理して、数値で表したものである。まず、ステンレス鋼板の平均圧縮応力  $\bar{\sigma}/\sigma_F$  が構造用炭素鋼の終局強度  $\sigma_{u,SM}/\sigma_y$  に等しい

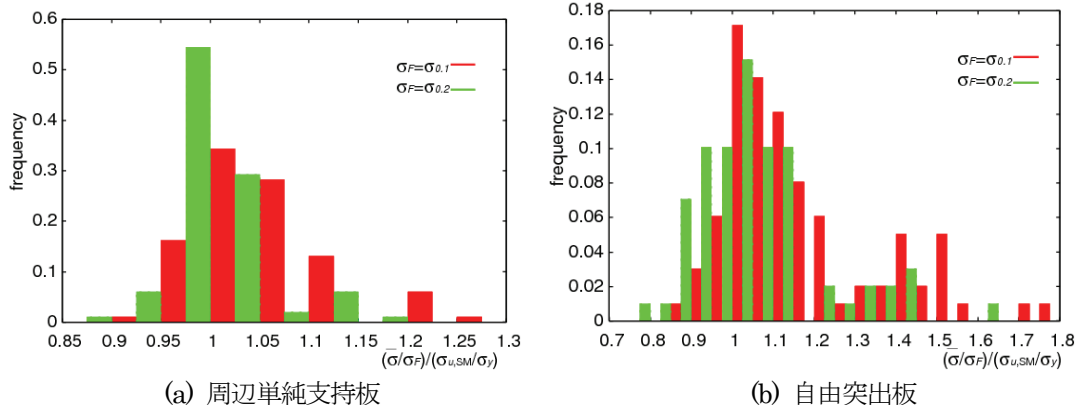


図 19 ステンレス鋼板の平均圧縮ひずみ  $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_F$  が構造用炭素鋼の終局強度時の終局圧縮ひずみ  $\varepsilon_{u,SM}/\varepsilon_y$  に等しいときのステンレス鋼の平均圧縮応力  $\bar{\sigma}/\sigma_F$  の頻度分布



ときの平均圧縮ひずみ  $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_F$  をみると、その平均値は炭素鋼板の終局平均圧縮ひずみに比べて小さくなり、周辺単純支持板では最大でも炭素鋼の場合の 1.5 倍未満であるが、自由突出板では最大で 2 倍となる。つぎに、ステンレス鋼板の最大たわみが構造用炭素鋼板の終局強度時の最大たわみに等しくなる場合のステンレス鋼板の平均圧縮応力  $\sigma$  については、 $\bar{\sigma}/\sigma_F$  の平均値でみると、 $\sigma_{uSM}/\sigma_y$  の 1.03 から 1.10 倍であり、境界条件の違いによる差異はほとんど認められない。材料強度の違いによる差異についてもほぼ  $\sigma_{0.1}/\sigma_{0.2}$  の影響によるものと考えられ、 $\sigma_F=\sigma_{0.1}$  の場合の最小値および  $\sigma_F=\sigma_{0.2}$  の場合の平均値は炭素鋼の終局強度にほぼ等しい。

図 19 は、図 15 の結果に基づき、ステンレス鋼板の圧縮ひずみ  $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_F$  が構造用炭素鋼板の終局強度時の平均圧縮ひずみ  $\varepsilon_{uSM}/\varepsilon_y$  に等しいときの、ステンレス鋼の平均圧縮応力  $\bar{\sigma}/\sigma_F$  と構造用炭素鋼の無次元化終局強度  $\sigma_{uSM}/\sigma_y$  の比  $(\bar{\sigma}/\sigma_F)/(\sigma_{uSM}/\sigma_y)$  を頻度分布で示す。また、表 6 の数値は図 19 より得られたものである。図 19 および表 6 より、ステンレス鋼板の平均圧縮ひずみ  $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_F$  を構造用炭素鋼の終局強度時の平均圧縮ひずみ  $\varepsilon_{uSM}/\varepsilon_y$  に等しいときのステンレス鋼の平均圧縮応力  $\bar{\sigma}/\sigma_F$  の平均値は、2 種類の境界条件に関わらず構造用炭素鋼以上の強度を有することがわかる。表 6 の最小値に着目してみると、0.1%耐力を材料強度にした場合が 0.2%耐力のときに比べて、周辺単純支持板の場合では約 2%、自由突出板では約 14%大きくなることが確認できる。また、ステンレス鋼板の材料強度として 0.2%耐力を用いた場合にも、構造用炭素鋼板の終局強度のおおよそ 80%の強度が期待できるといえる。

以上で明らかにした結果より、ステンレス鋼を構造部材に活用する際に炭素鋼に比して変形が大きくならないように考慮した上で、炭素鋼製部材と同等の強度を有する無補剛ステンレス鋼圧縮板の強度を、次式を用いて評価することを提案する。

$$\frac{\sigma_{G,SUS}}{\sigma_{0.2}} = \alpha_G \cdot \left( \frac{\bar{\lambda}_{p,cr}}{\lambda_p} \right)^\beta \leq 1 \quad (11)$$

ここで、 $\sigma_{G,SUS}$  は無補剛ステンレス鋼板の保証強度で、強度がこれを下回ることはいない、 $\alpha_G$  は保証強度係数である。式(11)は、構造用炭素鋼に使用されている式(10)に対して、係数  $\alpha_G$  (周辺単純支持板では 0.93、自由突出板では 0.88)を乗ずるのみで、構造用炭素鋼の終局強度時の変形を超えないよう、無補剛ステンレス鋼圧縮板の座屈照査法を示している。この係数  $\alpha_G$  の値については、図 19 および表 6 より、2.4 で得られたデータの 5%非超過確率に基づいて与えている。式(11)を用いた座屈照査により、3.1 で示した無補剛ステンレス鋼圧縮板の終局強度評価における圧縮変位の問題点が解消され、しかも構造用炭素鋼に用いられる耐力力曲線をそのまま利用で

きる。一方、係数  $\alpha_G$  については、表 6 に示したとおり、ステンレス鋼の系別に求めたものでない。ステンレス鋼板の強度評価にあたっては材料の応力ひずみ関係が影響を与えることから、鋼材のデータを蓄積することが重要である。

#### 4. まとめ

ステンレス鋼で構成される周辺単純支持板および自由突出板を対象として、材料強度の異なるステンレス鋼板、降伏応力がステンレス鋼の材料強度とほぼ等しい構造用炭素鋼の強度特性を比較し、無補剛ステンレス鋼圧縮板の座屈照査法について検討した。本論文で得られた結論を以下にまとめる。

- (1)材料強度を 0.1%耐力または 0.2%耐力とした無補剛ステンレス鋼圧縮板の強度特性は、終局強度および圧縮変位、面外たわみの無次元化した値は 0.1%耐力を採用した板が 0.2%耐力の結果に比べて大きくなるが、それはほぼ材料強度比  $\sigma_{0.1}/\sigma_{0.2}$  に相当する。
- (2)無補剛ステンレス鋼圧縮板の強度特性は、同程度の材料強度を有する構造用炭素鋼板の強度特性に大きな差異はない。
- (3)無補剛ステンレス鋼圧縮板の終局強度時の平均圧縮ひずみに制限を設けない場合には、ステンレス鋼板の終局強度が炭素鋼板の終局強度に比して優れる。
- (4)0.2%耐力で無次元化した無補剛ステンレス鋼圧縮板の終局強度曲線を提示した。
- (5)無補剛ステンレス鋼圧縮板の変形が、構造用炭素鋼の終局強度時の変形を上回らない条件で、ステンレス鋼板の座屈照査法を提案した。

#### 参考文献

- 1)松下裕明, 岩田節雄, 有住康則, 矢吹哲哉: ステンレス鋼板を普通鋼で補剛したハイブリッド補剛板の軸圧縮耐力力特性, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.833-844, 2003.3.
- 2)松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則, 岩田節雄: ステンレス鋼板を用いた I 形断面桁腹板のせん断耐力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.799-808, 2004.3.
- 3)松下裕明, 矢吹哲哉, 有住康則, 岩田節雄: せん断を受けるステンレス鋼板の耐力力特性, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.865-874, 2006.3.
- 4)有住康則, 矢吹哲哉, 下里哲弘, 池宮真人, 松下裕明: ステンレス鋼を用いた圧縮フランジ板の耐力力評価, 構造工学論文集, Vol.55A, pp. 68-79, 2009.3.
- 5)ステンレス建築構造設計基準作成委員会: ステンレス建築構造設計基準・同解説, ステンレス構造建築協会, 1995.
- 6)European Committee for Standardization and CEN.

- Eurocode 3: –Design of steel structures – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels. EN 1993-1-4. CEN, 2006. European Standard.
- 7) American Society of Civil Engineers: Specification for the Design of Cold-Formed Stainless Steel Structural Members. SEI/ASCE 8-20, 2002.
- 8) L. Gardner and D. A. Nethercot: Numerical modeling of stainless steel structural components – a consistent approach. Journal of Structural Engineering, Vol. 130, pp. 1586-1601, 2004.
- 9) Mahmud Ashraf, Leroy Gardner and David A. Nethercot: Finite element modeling of structural stainless steel cross-sections, Thin-Walled Structures, Vol. 44, pp. 1048-1062, 2006.
- 10) 三好崇夫, 宮寄靖大, 奈良敬: SUS410L の応力-ひずみモデルとそれを用いた板の圧縮強度, 鋼構造年次論文報告集, 第 15 巻, pp.633-638, 2007.
- 11) 三好崇夫, 越智内士, 森省吾, 宮寄靖大, 奈良敬: ステンレス鋼圧縮板の設計基準強度に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 15 巻, pp.639-644, 2007.
- 12) 森省吾, 三好崇夫, 越智内士, 宮寄靖大, 奈良敬: ステンレス鋼の応力ひずみモデルが終局強度に及ぼす影響について, 鋼構造年次論文報告集, 第 15 巻, pp.645-652, 2007.
- 13) 三好崇夫, 宮寄靖大, 奈良敬: 二相系ステンレス鋼板の極限圧縮強度特性, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.80-91, 2009.
- 14) 宮寄靖大, 上谷明夫, 奈良敬: 溶接組立てされたステンレス鋼箱形短柱の終局強度, 鋼構造年次論文報告集, 第 17 巻, pp.367-374, 2009.11.
- 15) 奈良敬, 出口恭司, 小松定夫: ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp. 141-150, 1987.
- 16) 小松定夫, 牛尾正之, 北田俊行: 補剛板の溶接部残留応力および初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.265, pp.25-35, 1977.
- 17) 小松定夫, 北田俊行, 宮崎清司: 残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析, 土木学会論文報告集, 第 244 号, pp.1-14, 1975.
- 18) 日本鋼構造協会関西地区連絡会関西地区委員会 IDM 委員会: 鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究, JSSC, Vol.16, No.170, pp.10-43, 1980.
- 19) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編, 丸善, 2002.
- 20) 奈良敬, 津田真, 福本嘸士: 面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究. 土木学会論文集, No. 392/I-9, pp. 259-264, 1988.
- 21) 土屋義浩, 奈良敬, 森脇良一: 圧縮板の耐荷力曲線の統一化への試み. 土木学会第 43 回年次学術講演会概要集, No. I-107, pp. 268-269, 1988.

(2009 年 9 月 24 日受付)